

Introduzione dell'Ing. Gori su due recenti sentenze della Corte di Cassazione Penale.

Nella prima si sostiene che le zone a bassa sismicità sono solo quelle che prima della recente classificazione sismica erano considerate "non sismiche", con la conseguenza che, sempre secondo tale sentenza, anche per le zone sismiche 3 sarebbe necessaria la preventiva autorizzazione (art. 94 DPR 380/2001) in analogia a quanto avviene per le zone sismiche 1 e 2.

L'impatto di tale sentenza è potenzialmente molto rilevante. Per questo la Regione Toscana ha già interpellato il Ministero delle Infrastrutture per avere un chiarimento in merito.

La seconda sentenza riguarda una scuola nella Provincia di Grosseto le cui verifiche di vulnerabilità sismica avevano dato come risultato un valore dell'indice di rischio di poco inferiore a 1 ($\alpha_{PGA} = 0,985$), decretandone, di fatto, l'inagibilità.

Anche in relazione alle possibili conseguenze di tale interpretazione giuridica la Regione Toscana (unitamente ad altre regioni) ha chiesto l'immediata attivazione del Tavolo di confronto con il Ministero delle Infrastrutture per le modifiche e integrazioni al DPR 380/2001.

NUOVI EDIFICI

EDIFICI CA

- Problema dei tamponamenti :
- Come vincolarli e modellarli nel calcolo.
- Nella realizzazione come far coesistere il vincolo strutturale con i problemi termo acustici.

Le tamponature non si devono ribaltare o non devono essere espulse pertanto sono fortemente sconsigliate le tamponature a cassetta che sono formate da tamponature sottili e/o eccessivamente snelle.

I particolari costruttivi per l'ancoraggio della tamponatura alla struttura portante (generalmente in c.a. o acciaio) dovrebbero essere sempre condivisi con il termotecnico ed il tecnico acustico al fine di risolvere in fase progettuale tutte le criticità ed interferenze. E' comunque da considerarsi primaria l'esigenza della sicurezza rispetto a quella del confort. Il metodo BIM contribuirà ad una progettazione integrata anche delle tamponature e delle sue connessioni obbligando tutti i progettisti a risolvere in fase progettuale tutte le criticità.

Le nuove Norme tecniche introdurranno una verifica molto più complessa ma più accurata del comportamento delle tamponature soggette all'azione sismica.

La nuove norme indicheranno nel DL strutture la figura su cui ricade esplicitamente la responsabilità di verificare la corretta esecuzione delle tamponature ai fini della stabilità, mentre fino ad oggi la responsabilità non era ben definita.

Problemi nell'individuare un fattore di strutture condiviso con il tecnico istruttore. Le nuove norme hanno completamente riorganizzato la tabella per l'attribuzione del coefficiente di struttura (che sarà chiamato "fattore di comportamento"). In ogni caso e' consigliabile sempre adottare un fattore di struttura cautelativamente basso, tenendo presente che q è un fattore riduttivo dello spettro sismico.

- Nei primi capoversi del § 7.2.5 si legge in successione che:
 1. Gli elementi di fondazione vanno progettati usando lo sforzo assiale di calcolo e i tagli e i momenti resistenti della struttura sovrastanti (Gerarchia pura, verrebbe da pensare...): in questo modo è garantito che la fondazione resti in campo elastico rispetto alla sovrastruttura.
 2. Ma i tagli e i momenti usati nel progetto fondazioni possono essere limitate ai tagli e i momenti derivanti dal calcolo e trasmessi da sovrastruttura a fondazioni, amplificati di un gamma 1.1 in CDB (1.3 in CDA). Ovviamente questa NON è gerarchia, perché un pilastro grosso ma scarico trasmette piccolo momento e quindi alla fine potrebbe risultare più robusto della fondazione, quindi non è garantito che la fondazione rimanga in campo elastico.
 3. I tagli e i momenti con cui si progettano le fondazioni possono essere comunque non superiori a quelli derivanti dall'analisi elastica (ovvero con $q = 1.00$). In questo modo è senz'altro garantito il comportamento elastico non dissipativo della fondazione.
 4. La fondazioni superficiali devono comunque lavorare sempre in campo elastico e devono avere comportamento non dissipativo (ribadito anche prima al paragrafo §.7.2.1 quinto capoverso: "Le fondazioni ... devono avere comportamento non dissipativo indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura sovrastante")Ovviamente c'è una enorme contraddizione tra il punto 2 e il punto 4, mentre le modalità di cui al punto 1 e soprattutto 3 sono in grado di garantire quanto espressamente richiesto al punto 4 (e al 7.2.1). cosa ne pensa il Genio Civile? accetterebbero una struttura calcolata secondo la modalità 2 benché non possa garantire il comportamento elastico oppure richiederebbero di verificare le fondazioni secondo una delle due strade indicate ai punti 1 e 3

In merito a tale richiesta di chiarimento si conferma che le attuali norme non sono chiare. Il testo proposto all'interno delle norme di prossima pubblicazione, al quale è ormai opportuno riferirsi, consente sostanzialmente i tre diversi metodi di progettazione. Fermo restando che il progettista è libero di adottare una delle soluzioni proposte si rileva che, con la norma attuale, la scelta nettamente prevalente e utilizzata dalla maggior parte dei progettisti è quella di considerare la fondazione completamente in campo elastico progettandola attraverso un'analisi strutturale in campo elastico ($q=1$) che è da ritenersi pienamente rispondente alla richiesta di mantenimento in campo elastico delle fondazioni.

EDIFICI MURATURA

- Per nuove costruzioni valgono le prescrizioni per le aperture , 1 ml dall'angolo , 50 cm. Pareti interne ? Queste distanze valgono anche in caso di adeguamento e/o miglioramento

Le prescrizioni di dettaglio valide per le nuove murature sono valide, per quanto possibile, anche per le murature esistenti, pertanto si ritiene che sia buona norma il rispetto delle regole di dettaglio anche nelle costruzioni esistenti (si veda il punto 8.2 delle NTC).

Possono, tuttavia, verificarsi delle esigenze particolari di adattamento oppure di stato di fatto che dovranno essere valutate caso per caso. Ad esempio l'obbligo di adeguamento per altre norme può condurre a particolari "deroghe" su tale dettaglio strutturale per il quale occorrerà comunque procedere all'adozione di rinforzi localizzati e al ripristino dei collegamenti degli incroci murari. Tale eventualità è contemplata anche nel documento relativo agli interventi locali e proposto dalla regione Toscana (CTS Rischio Sismico). Il Progettista dovrà porre particolare attenzione allo sviluppo del particolare costruttivo verificando in cantiere in fase di D.L. la bontà e l'efficacia di quest'ultimo.

Quanto sopra era in particolare riferito al maschio murario di 1 m da lasciare; per quanto riguarda la questione della larghezza della generica mazzetta muraria vale quanto previsto al punto 4.5.4 ovvero che possono essere ritenute efficaci per la resistenza alle azioni orizzontali solo se di ampiezza superiore a 0,3 dell'interpiano. Nel caso di edifici esistenti e ed in presenza di rinforzi all'apertura (ad esempio una cerchiatura) tale prescrizione è da considerarsi solo consigliata. Il documento sugli interventi locali del CTS Rischio sismico della Regione Toscana hanno individuato in 50 cm la mazzetta minima efficace con le relative raccomandazioni esecutive e di eventuale deroga.

INTERVENTI SU EDIFICI ESISTENTI

EDIFICI CA

Problema adeguamento e relativa verifica dei nodi esistenti , come è possibile intervenire se non in modo distruttivo per raggiungere il nodo ?
Verifica fondazioni.

EDIFICI MURATURA

- quale è il limite per considerare un rialzamento della copertura come sopraelevazione.

- Un cambio destinazione del sottotetto accompagnato con un innalzamento inferiore a 1 ml. è un intervento di adeguamento?

L'innalzamento del tetto mediante la realizzazione di un cordolo in c.a. ha come scopo principale quello di ripristinare le insufficienze statiche delle coperture esistenti consentendo al proprietario dell'immobile di accedere e prendere coscienza dello stato in cui versa la copertura del proprio stabile (spesso inaccessibili o completamente fuori da ogni controllo).

E' bene ricordare che prima della sicurezza sismica vi è la sicurezza in fase statica.

I limiti di innalzamento e classificazione dell'intervento sono quelli riportati nei pareri del CTS.

Per quanto riguarda il recupero abitativo del sottotetto per il quale in Comune viene richiesto un cambio di destinazione d'uso non vi è obbligo di deposito del progetto se non sono previste opere di carattere strutturale o modifiche sostanziali dei carichi di esercizio. Invece, nel caso vi sia necessità di eseguire opere (anche solo di rafforzamento statico) allora occorrerà valutare caso per caso anche se, probabilmente e come già indicato nei documenti del CTS Rischio sismico, l'intervento ricadrà almeno nel miglioramento sismico.

Il CTS ha indicato come misura convenzionale dell'altezza media del sottotetti oltre la quale si intende "abitabile" quindi con potenziale cambio d'uso, la misura di 2.30 m (vedi LR 5/2009), indipendentemente dal fatto che negli strumenti urbanistici comunali si faccia riferimento ad altre misure ma con finalità altrettanto diverse (per alcuni comuni fa S.U.L. già un'altezza di 1.80 m).

Nel caso in cui la sopraelevazione con cambio di destinazione d'uso con opere comporti un incremento di carico in fondazione minore del 10% del carico totale, il progettista, dopo avere esaminato la struttura di fondazione esistente e motivando la scelta può omettere in sede di adeguamento l'intervento sulle fondazioni facendo riferimento al punto C8.A.5.11.

- Il raggiungimento del livello LC3 caso c) è possibile solo con una prova distruttiva o il valore sperimentale di resistenza può essere ottenuto con una prova non distruttiva?

I risultati delle prove con martinetti piatti devono essere valutati con particolare attenzione. Prima dell'esecuzione delle prove e particolarmente prima dell'individuazione della parete da sottoporre a prova occorre avere una buona conoscenza delle parti portanti mediante ampie stonacature che consentano un buon livello di esame visivo della muratura, sia a livello di piano che in elevazione. Questo al fine di evitare prove in zone rimaneggiate o non significative ai fini della valutazione media della qualità e della resistenza meccanica della muratura. Inoltre il LC non è

solo conoscenza delle caratteristiche meccaniche della muratura ma anche della loro collaborazione, della qualità esecutiva, del costituire o meno una "scatola" efficace per l'edificio. Quindi per ottenere un livello di conoscenza elevato si consiglia di stonacare in più punti al fine di valutare la consistenza e la tipologia muraria, il grado di connessione degli incroci murari, la presenza di aperture richiuse senza corretta ammorsatura o ancor peggio con murature di scarsa capacità portante (ad esempio forati) .

La Regione Toscana, in collaborazione con l'Università, sta ultimando un proprio abaco delle murature (curato dal prof. Vignoli) e che sarà prossimamente reso noto e disponibile per la libera consultazione

Anche se non vi è certezza pare che con la circolare esplicativa alle norme tecniche uscenti sarà notevolmente modificata la tabella delle caratteristiche delle murature.

- Problema aggregati edilizi : quando non è possibile accedere ai fabbricati confinanti come è possibile modellare l'aggregato ?

Purtroppo gli interventi negli aggregati edilizi risultano essere sempre molto complessi e la valutazione degli effetti sui fabbricati adiacenti non interessati direttamente dall'intervento ancor di più. Pertanto è raccomandabile intervenire senza alterare l'equilibrio attualmente presente e collaudato dal tempo di un aggregato o unità strutturale (fatta eccezioni per manifeste irregolarità o dissesti).

Nel caso di demolizione di un edificio facente parte di un aggregato edilizio "a stecca" è obbligo del progettista valutare gli effetti sulle parti limitrofe. In particolare, nel caso si intenda comunque realizzare una struttura indipendente e la "stecca" di edifici originaria venga divisa in due tronconi occorre valutare molto bene gli effetti potendo incorrere anche nell'obbligo di adeguamento delle due porzioni di "stecca" residue. In tali casi è meglio evitare tali scelte, evitando di fare sostituzioni strutturali complete garantendo la continuità e una sostanziale bilancio di rigidità globali ante e post intervento. In questo senso è preferibile evitare la formazione di giunti sismici interni alla "stecca".

GEOTECNICA

Interventi di sottofondazione su edifici esistenti :

i pali e/o micropali devono essere progettati senza inclinazione ? Spesso per problemi di esecuzione ciò non è possibile.

I pali ed i micropali devono essere progettati e realizzati possibilmente in verticale. Si possono considerare verticali e quindi efficaci anche i micropali che per esigenze costruttive sono inclinati rispetto all'asse verticale di pochi gradi.

Occorre fare attenzione agli effetti conseguenti all'affiancamento di fondazioni profonde e poste solo su un lato della fondazione (ad esempio fondazioni a nastro

delle murature) che possono dar luogo a importanti sbilanciamenti della fondazione (da un lato ancorata ai micropali e diretta sul terreno sul lato opposto. Inoltre è bene ricordare che, essendo tali interventi previsti in caso di cedimento del piano fondale, le opere di riparazione sulle strutture in elevazione devono essere posticipate il più possibile (almeno un ciclo stagionale completo) in modo da consentire l'entrata in carico delle nuove fondazioni, la quale avviene in conseguenze di ulteriori cedimenti ed assestamenti delle strutture.

Ing. Fabio Terrosi